

2.Копейко А.Е. Заключение о техническом состоянии железобетонных конструкций строящейся Южной трибуны стадиона «Металлист» в г.Харькове // Научовий вісник будівництва. Вип.43. – Харків: ХГТУСА, 2007. – 183 с.

3.Фурсов В.В. Заключение о техническом состоянии стальных конструкций Северной и Западной трибун стадиона «Металлист» и возможности их дальнейшего использования. Харьков. – Харків: ХГТУСА. – 175 с.

4.ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування.

5.СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.

Получено 10.02.2011

УДК 624.012.45

М.Ю.ИЗБАШ, д-р техн. наук

Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры

ПОВЫШЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОДНОПРОЛЕТНЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Обосновывается разработанная методика прямого проектирования усиления эксплуатируемых балок способом локального предварительного напряжения, реализованная при реконструкции зданий в г.Харькове, описываются особенности создания ручным винтовым домкратом усилия обжатия, даются рекомендации по выбору напрягаемой арматуры.

Обґрунтовується розроблена методика прямого проектування підсилення експлуатованих балок способом локального попереднього напруження, реалізована при реконструкції будівель в м.Харкові, описуються особливості створення ручним гвинтовим домкратом зусилля обтиснення, даються рекомендації по вибору напружуваної арматури.

The developed method of direct projecting the strengthening of the exploited beams by local prestressing is grounded. This method was realized while building reconstruction in the city of Kharkov. Peculiarities of creating squeeze efforts by hand screw jack are described. Recommendations on the choice of prestressing reinforcement are given.

Ключевые слова: сталежелезобетонные изгибаемые элементы, усиление, арматура, натяжение, локальное обжатие.

Усиление эксплуатируемых строительных конструкций является эффективным средством повышения их силовых показателей и надежности, позволяющим существенно увеличить ресурс их использования, что широко используется в практике.

Експериментально встановлено, що локальне попереднє напруження сталежелезобетонних балок суттєво підвищує їх несучу здатність, що можна розглядати як посилення експлуатованих балок. Представляється цілесообразною розробка розрахункового апарату, ґрунтованого на методі предельного рівноваги.

*Методика расчета прямого проектирования усиления
однопролетных сталежелезобетонных балок*

Результаты проведенных экспериментальных исследований [1] показали возможность существенного повышения несущей способности сталежелезобетонных изгибаемых элементов их локальным обжатием стержневой арматурой класса А500С.

При этом в экспериментах использовались сталежелезобетонные изгибаемые элементы с уже набравшей прочность железобетонной полкой, что по своей сути отражало работу несущих балочных элементов сталежелезобетонного эксплуатируемого перекрытия без предварительного напряжения.

Экспериментально было установлено, что с увеличением уровня локального обжатия несущая способность возрастает. В частности, при максимальном локальном обжатии арматурой $d = 16\text{мм}$ класса А500С несущая способность локально обжатой сталежелезобетонной однопролетной балки возросла в 1,47 раза по сравнению с аналогичной балкой без обжатия, что может быть рассмотрено как усиление эксплуатируемого сталежелезобетонного изгибаемого элемента.

Эффект объясняется тем, что напрягаемая арматура является дополнительной, выполненной из стали повышенной прочности класса А500С.

Таким образом, представляется возможным сталежелезобетонную однопролетную балку, способную первоначально по проекту выдерживать равномерно распределенную нагрузку q_0 и соответственно иметь величину разрушающего изгибающего момента

$$M_0 = \frac{q_0 l^2}{8}, \quad (1)$$

где l – длина пролета балки, локальным обжатием усилить до обеспечения восприятия суммарной нагрузки

$$q_2 = q_0 + q_1, \quad (2)$$

где q_1 – дополнительная равномерно распределенная нагрузка на сталежелезобетонную балку.

В результате усиления локальным предварительным напряжением величина разрушающего изгибающего момента для однопролетной загруженной нагрузкой q_2 сталежелезобетонной шарнирно опертой балки должна составить

$$M_{u2} \geq \frac{q_2 l^2}{8}. \quad (3)$$

Однако данная величина относится к сечению в середине длины пролета, т.е. на расстояниях $l/2$ от опор.

Значение изгибающего момента по длине балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой q_2 , изменяется по закону

$$M_2 = \frac{q_2 l}{2} x - \frac{q_2 x^2}{2} . \quad (4)$$

Необходимость усиления возникает, начиная с сечения на расстоянии x , где величина момента M_2 достигает значения разрушающего M_{u2} , т.е.

$$M_2 = M_{u2} . \quad (5)$$

Исходя из (4) и (5), уравнение для определения величины x будет иметь вид

$$q_2 x^2 - q_2 l x + 2M_{u2} = 0 . \quad (6)$$

Решение квадратного уравнения (6) дает возможность получить величины длин участков x , на которых усиление не требуется,

$$x = \frac{q_2 l \pm \sqrt{q_2^2 l^2 - 8M_{u2}}}{2q_2} , \quad (7)$$

при этом $x < l/2$.

Длина среднего участка (рис.1) пролета сталежелезобетонной балки, где требуется усиление, составляет

$$l_{sp} = l - 2x + 2c , \quad (8)$$

где c – расстояние от места приварки конца стержня до границы усиливаемой зоны балки, $c = 0,2$ м.

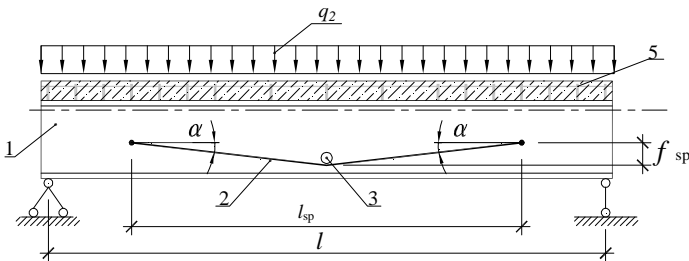


Рис.1 – Сталежелезобетонная эксплуатируемая балка, усиленная локальным предварительным напряжением

1 – стальной двотавр; 2 – напрягаемая арматура; 3 – упор; 4 – f_{sp} – стрелка оттягивания; 5 – железобетонная плита.

Наличие дополнительных участков по концам стержней исключает возможность разрушения балки в пограничных зонах длиной c вследствие локального предварительного обжатия.

Несущая способность сечения в середине длины пролета l вследствие усиления должна возрасти на величину

$$M_{sp} = M_{u2} - M_0, \quad (9)$$

т.е. локальное обжатие должно создать изгибающий момент M_{sp} . Оно осуществляется оттягиванием двух стержней, расположенных с обеих сторон стенки двутавра, и фиксации их положения упорами (рис.2).

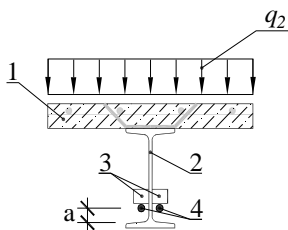


Рис.2 – Расположение напрягаемой арматуры в сечении сталежелезобетонной балки в середине длины пролета:

1 – железобетонная полка; 2 – стальной двотавр; 3 – упор; 4 – напрягаемая арматура.

Величина изгибающего момента, вызываемого локальным предварительным напряжением,

$$M_{sp0} = \frac{N_{spo} l_{sp}}{2} \sin \alpha + N_{spo} e_{sp} \cos \alpha, \quad (10)$$

где α – угол наклона напрягаемых стержней (рис.1) после оттягивания к горизонтальной прямой, соединяющей точки крепления арматурных стержней к стенке стальной балки с двух ее сторон; N_{spo} – начальное усилие натяжения напрягаемой арматуры; e_{sp} – расстояние от точек крепления напрягаемой арматуры до физической оси балки.

Учитывая, что

$$N_{spo} = \sigma_{spo} A_{sp}, \quad (11)$$

где σ_{spo} – начальное напряжение в арматуре, величина начального момента выгиба вследствие локального предварительного напряжения составит

$$M_{sp0} = \sigma_{spo} A_{sp} \frac{l_{sp}}{2} \sin \alpha + \sigma_{spo} A_{sp} e_{sp} \cos \alpha. \quad (12)$$

Для стали класса А500С при соответствующем обеспечении выполнения мероприятий по технике безопасности, а также учитывая первые потери напряжения, можно допустить принятие величины начального напряжения в арматурном стержне при натяжении

$$\sigma_{spo} = R_{spn} \cdot 0,9 = 500 \cdot 0,9 = 450 \text{ МПа}, \quad (13)$$

где R_{spn} – нормативное сопротивление арматуры класса А500С.

Основным видом потерь предварительного напряжения для рассматриваемых конструкций являются потери от релаксации напряжения в арматуре [2].

Как и у железобетонных предварительно напряженных механическим способом конструкций первые и вторые потери вследствие релаксации напряжения в арматуре составят в сумме

$$\Delta n = 2(0,1\sigma_{spo} - 20) \text{ МПа}. \quad (14)$$

В рассматриваемом случае

$$\Delta n = 2(0,1 \cdot 450 - 20) = 50 \text{ МПа}, \quad (15)$$

величина начального напряжения в стержне

$$\sigma_{spo} = 450 - 50 = 400 \text{ МПа},$$

начальная относительная деформация

$$\varepsilon_{spo} = \frac{\sigma_{spo}}{E_{sp}} = \frac{400}{1,9 \cdot 10^5} = 2,1 \cdot 10^{-3}.$$

Здесь модуль деформации напрягаемой арматуры класса А500С $E_{sp} = 1,9 \cdot 10^5$ МПа [3].

Длина наклонного участка арматуры после предварительного напряжения

$$l_{\alpha} = \frac{l_{sp}}{2} (1 + \varepsilon_{spo}), \quad (16)$$

величина стрелки оттягивания напрягаемой арматуры

$$f_{sp} = \sqrt{\frac{l_{sp}^2}{4} (1 + \varepsilon_{spo})^2 - \frac{l_{sp}^2}{4}} = l_{sp} \sqrt{\frac{\varepsilon_{spo}}{2}}, \quad (17)$$

$$\sin \alpha = \frac{f_{sp}}{\frac{l_{sp}}{2} (1 + \varepsilon_{spo})} = \frac{\sqrt{2\varepsilon_{spo}}}{1 + \varepsilon_{spo}}, \quad (18)$$

$$\cos \alpha = \frac{l_{sp}}{l_{sp} (1 + \varepsilon_{spo})} = \frac{1}{1 + \varepsilon_{spo}}. \quad (19)$$

По конструктивно-технологическим соображениям принимается, что ось арматурного стержня в месте установки упора на величину a отстоит от верха нижней полки двутавра (рис.2). При этом целесообразно принимать

$$a = \frac{d}{2} + 0,02 \text{ м}, \quad (20)$$

где d – диаметр напрягаемой арматуры.

Точки крепления концов стержней к стенке двутавра с двух ее сторон находятся на расстоянии

$$h_{kp} = f_{sp} + a \quad (21)$$

от верха нижней полки двутавра до оси стержня в месте крепления (рис.2).

Подбор площади сечения напрягаемых арматурных стержней, образующих шпренгельное подкрепление, осуществляется из условия обеспечения несущей способности конструкции в целом под действием суммарной, например, равномерно распределенной нагрузки q_2 .

Рассматриваемая конструкция проходит ряд этапов работы.

На первом этапе она воспринимает нагрузку от собственного веса и проектное нагружение. Их суммарная величина составляет q_0 .

На втором этапе конструкция локально предварительно напрягается, формируется конфигурация напряженного шпренгельного подкрепления.

Третий этап включает также воздействие дополнительной нагрузки q_1 и соответственно изменение конфигурации шпренгельного подкрепления.

От суммарного воздействия перечисленного возникает предельное равновесие данной один раз статически неопределимой системы.

Поэтому целесообразно воспользоваться методом предельного равновесия, принимая в качестве разрушающей нагрузки q_u величину q_2 , т.е.

$$q_u = q_2.$$

В соответствии с данным методом система рассматривается только в условиях предельного равновесия.

В качестве величины напряжения в напрягаемой арматуре в условиях предельного равновесия принимается [4] величина расчетного сопротивления R_{sp} .

Условие предельного равновесия для рассматриваемой один раз статически неопределимой конструкции записывается в виде:

$$\frac{q_2 l^2}{8} = \frac{R_{sp} A_{sp} l_{sp}}{2} \sin \alpha_u + R_{sp} A_{sp} e_{sp} \cos \alpha_u + M_{cж}, \quad (22)$$

где α_u – угол наклона участков оттянутой напрягаемой арматуры к прямой, соединяющей точки ее крепления к стенке балки, в состоянии предельного равновесия; $M_{cж}$ – несущая способность поперечного сечения сталежелезобетонной балки с учетом действия силы обжатия.

Из (22) следует

$$\frac{q_2 l^2}{8} - M_{cж} = A_{sp} \left(\frac{R_{sp} l_{sp}}{2} \sin \alpha_u + R_{sp} e_{spu} \cos \alpha_u \right), \quad (23)$$

откуда требуемая суммарная площадь сечений сдвоенного (с двух сторон стенки балки) наклонного стержня составляет

$$A_{sp} = \left(\frac{q_2 l^2}{8} - M_{cж} \right) / \left(\frac{R_{sp} l_{sp}}{2} \sin \alpha_u + R_{sp} e_{spu} \cos \alpha_u \right). \quad (24)$$

Величины $\sin \alpha_u$ и $\cos \alpha_u$ определяются по зависимостям соответственно (18) и (19) при $\alpha = \alpha_u$.

Таким образом, преимущество изложенной методики расчета состоит в первую очередь в том, что она обеспечивает возможность осуществления прямого проектирования усиления сталежелезобетонных изгибаемых элементов: устанавливать места расположения точек крепления напрягаемых стержней к стенке стальной балки, т.е. определять конфигурацию шпренгельного подкрепления из арматурных стержней и площади их поперечных сечений.

1.Избаш М.Ю. Экспериментальная оценка работы сталежелезобетонных локально предварительно напряженных изгибаемых элементов / М.Ю. Избаш // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2007. – Вип.41. – С.67-76.

2.Шагин А.Л. Потери напряжений в арматуре локально обжатых железобетонных и сталежелезобетонных изгибаемых элементов / А.Л. Шагин, М.Ю. Избаш, А.Н. Богданов // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2004. – Вип.29. – С.54-59.

3.Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. – К.: Госстрой Украины, 2002. – 39 с.

4.Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. Сущность метода и его обоснование / А.А. Гвоздев. – М.:Стройиздат,1948. – 242 с.

Получено 16.03.2011